

# 論文 二酸化炭素を固定・吸収する高炉スラグ微粉末高含有コンクリートを使用した耐震壁の構造性能に関する実験的研究

井戸裕 勇樹\*1・土居 晃基\*2・福原 武史\*1・掛 悟史\*2

**要旨** : CO<sub>2</sub> 排出量の削減を目的として開発中の高炉スラグ微粉末高含有コンクリートを使用した 3 体の耐震壁試験体について、水平力を作用させる構造実験を実施した。試験体のうち 1 体は打設後に CO<sub>2</sub> を部材に吸収させる炭酸化養生を施した。いずれの試験体も 5.0~7.5/1000 rad サイクルでの壁板のコンクリートの損傷に伴い最大耐力を記録し、せん断挙動が支配的な性状を示した。また、実験で得られた最大耐力はコンクリートの調合によらず、各コンクリートの材料試験結果から得られた強度と既往の RC 造耐震壁に使用されるせん断終局強度算定式により評価できることなどについて確認した。

**キーワード** : 環境配慮型コンクリート, 鉄筋コンクリート構造, 耐震壁, せん断耐力

## 1. はじめに

カーボンニュートラルへの社会的な要請が高まる中、コンクリート工事においても従来以上に CO<sub>2</sub> 排出量を削減可能な技術が求められつつある。筆者らの研究グループではこれまでに高炉スラグなどの産業副産物を活用し CO<sub>2</sub> 排出量を削減した高炉スラグ微粉末高含有コンクリートを構造躯体に活用するための研究<sup>(例えば 1)</sup>を実施しているほか、近年ではコンクリート再生材に CO<sub>2</sub> を固定した新材料<sup>(例えば 2)</sup>, CO<sub>2</sub> 吸収型混和材を用いたコンクリート部材を打設後に炭酸化養生することで CO<sub>2</sub> を吸収・固定化する技術<sup>3)</sup>などの研究に取り組んでいる。

従来のコンクリート材料に代わる上記のような新たな材料や技術について、実際の鉄筋コンクリート（以下、RC）部材への活用を目指す場合、既往の耐力式等の適用可否については現時点で明らかでない点も多い。特にコンクリートの破壊でその耐力が決定されるような部材においては、その構造性能が従来の RC 部材と同様に評価

できるかどうかを検証する必要がある。

本報では CO<sub>2</sub> 排出量の削減を意図して開発中の高炉スラグ微粉末高含有コンクリートを用いた耐震壁の構造実験の結果について、主にせん断挙動に着目して報告する。

## 2. 試験体概要

### 2.1 試験体形状

試験体はコンクリートを実験変数とする 3 体であり、試験体の形状・配筋は同一で、柱・梁・壁板で構成される単層のせん断破壊型耐震壁を模擬している。図-1 に試験体形状および配筋図を示す。柱断面はいずれも 220×220mm、梁断面は 180×250mm、壁板は 70mm 厚である。壁全長は 1920mm であり柱芯々間距離で 1700mm、スタブ上面から梁下端までの内法高さは 905mm である。試験体の配筋については、柱主筋が 12-D13 ( $p_g=3.1\%$ ) で配筋されており、壁筋は縦横とも D6@100 ダブル ( $p_w=0.90\%$ ) である。

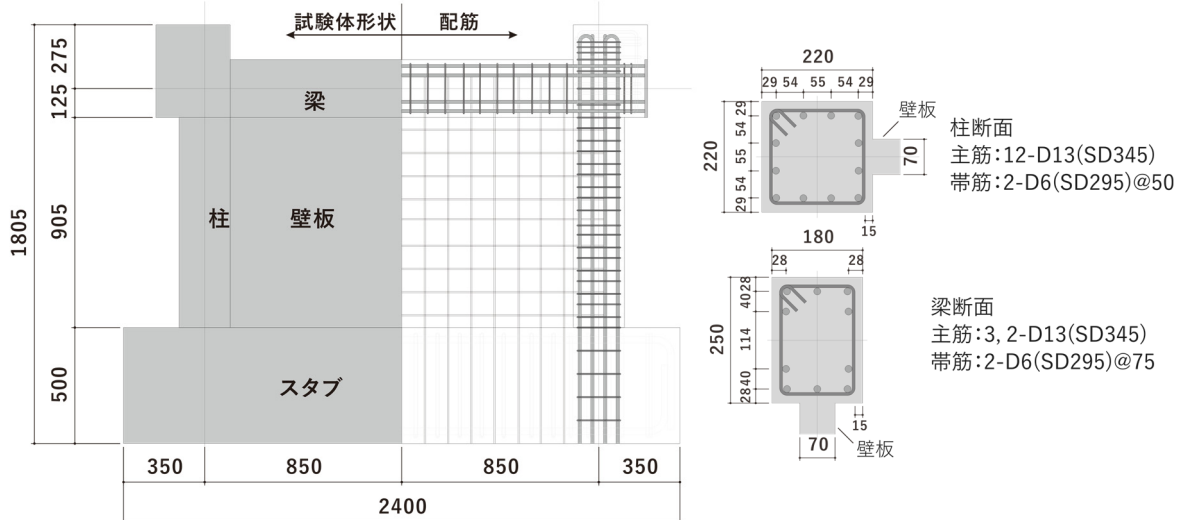


図-1 試験体形状・配筋 (単位: mm)

\*1 竹中工務店 技術研究所 博士 (工学) (正会員)

\*2 竹中工務店 技術研究所 (正会員)

## 2.2 使用材料および試験体製作手順

各試験体の試験区間（図-1 中のスタブを除く部分）に使用したコンクリートの調合を表-1 に、コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、表-3 に示す。W-CPSG01 試験体は他 2 試験体と別年度に製作したため鉄筋のロットが異なっている。すでに述べたように実験変数は使用したコンクリートであり、W-ECM01 試験体は高炉スラグ微粉末高含有コンクリートを使用した試験体であり、W-CPS01 は再生細骨材および再生微粉に CO<sub>2</sub> を固定した材料（それぞれ CS および CP）<sup>2)</sup> に細骨材を置き換えた試験体である。W-CPSG01 は W-CPS01 にさらに CO<sub>2</sub> 吸収型混和材（GCS）<sup>3)</sup> を加えて、打設後 4 週まで炭酸化養生（本試験体は材齢 1 日で脱型後に若材齢から CO<sub>2</sub> 濃度 60% の高濃度下で強制炭酸化）を実施した試験体である。試験体の製作にあたってはいずれも試験区間を先行して打設し、試験区間の養生後にスタブの打設を実施した。表-2 に示すコンクリートの圧縮試験結果において W-CPSG01 については参考のため試験体と同様の養生を経た圧縮試験用供試体の試験結果に加えて、同一調合・同一バッチの材料で炭酸化養生を行わず封緘養生とした圧縮試験用供試体の圧縮試験結果（表中、「炭酸化養生無」）も併せて示した。それと比較すると炭酸化養生によりヤング係数が 25% 低下している。なお、同様に炭酸化養生を施した壁厚と同厚のダミー供試体について中性化深さを確認したところ、中性化深さは表面から片

表-2 材料試験結果（コンクリート）

部位	試験体名	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
試験区間	W-ECM01	23.6	2.64	2.69
	W-CPS01	30.6	2.77	2.83
	W-CPSG01 炭酸化養生有	36.8	2.02	3.15
	W-CPSG01 炭酸化養生無	35.9	2.70	3.43
スタブ	W-ECM01	31.8	2.72	2.89
	W-CPS01	37.4	2.92	3.49
	W-CPSG01	40.1	3.17	3.72

表-3 材料試験結果（鉄筋）

試験体	径 鋼材種	降伏強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 [10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
W-ECM01	D13 SD345	362	1.92	576
W-CPS01	D6 SD295	442	1.98	541
W-CPSG01	D13 SD345	375	1.98	588
	D6 SD295	367	1.90	538

表-1 コンクリート調合（試験区間）

試験体名	W/B [%]	単位量 [kg/m <sup>3</sup> ]							
		水	セメント	高炉スラグ 微粉末	炭酸化 混和材	CO <sub>2</sub> 固定 微粉	CO <sub>2</sub> 固定 細骨材	細骨材	粗骨材
		W	B			CP	CS	S	G
		C	BFS	GCS					
W-ECM01	60	170	85	198	—	—	—	897	928
W-CPS01	60	170	85	198	—	142	713	—	896
W-CPSG01	54	180	77	179	77	167	629	—	896

W/B : W/(C+BFS+GCS)で計算, BFS : 高炉スラグ微粉末, CP/CS : CO<sub>2</sub> 固定処理を施した微粉・細骨材, GCS : 炭酸化混和材

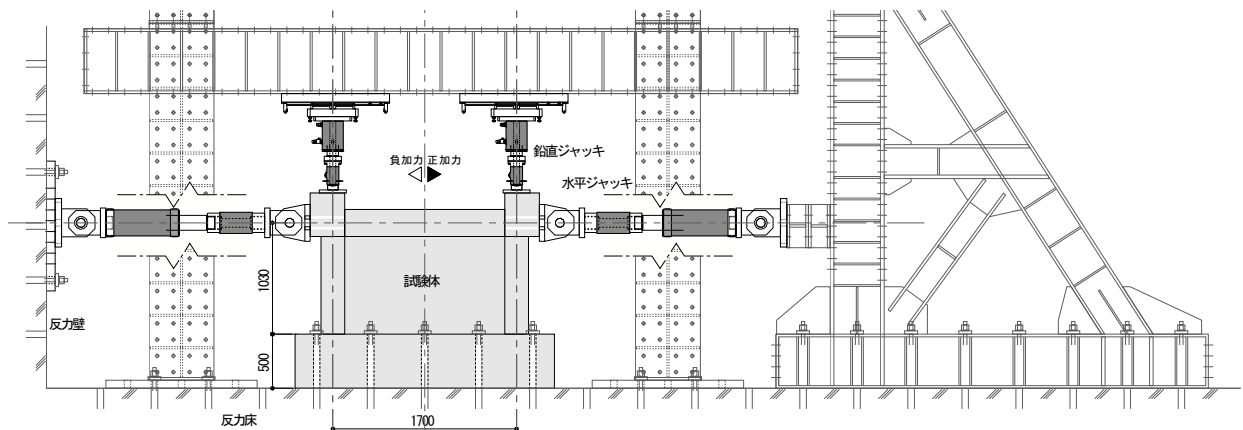


図-2 載荷装置図（単位：mm）

側 23~32mm 程度であり、柱や梁についてはむしろ養生を  
しなかった供試体に近い強度であったと考えられるが、  
後述のとおり本試験では壁板の損傷が支配的であり、耐  
震壁全体の性状への影響は大きくなかったと推察される。  
そのため、以後の計算耐力の算定等に際しては、炭酸化  
養生を実施した供試体から得られた圧縮強度およびヤン  
グ係数を用いている。

### 2.3 荷重・計測方法

荷重装置図を図-2 に示す。水平力は柱頂部の梁高さ  
中央位置左右に取り付けたジャッキにより正負各方向に  
ついて片押し形式で作用させた。水平荷重点高さを壁全  
長で除した  $M/QD$  は 0.54 である。軸力は各柱の柱軸力比  
が 0.2 ( $=N / (f_c \times A_c)$ ),  $N$ : 作用させる柱軸力,  $A_c$ : 柱断  
面積) で一定となるようそれぞれの柱直上に取り付けた  
鉛直方向ジャッキにより作用させた。鉛直方向ジャッキ  
はリニアスライダーを介してその上部の荷重フレームに  
接続し、柱頂部の水平変位に鉛直方向ジャッキが追従す  
る仕様とした。

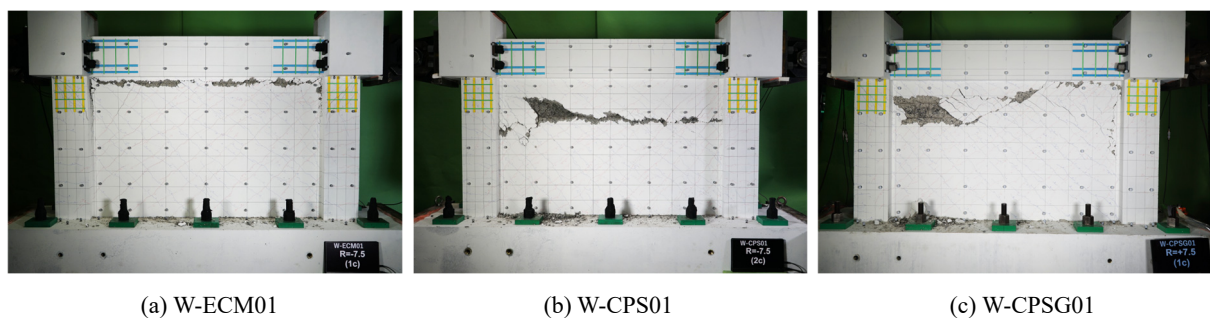
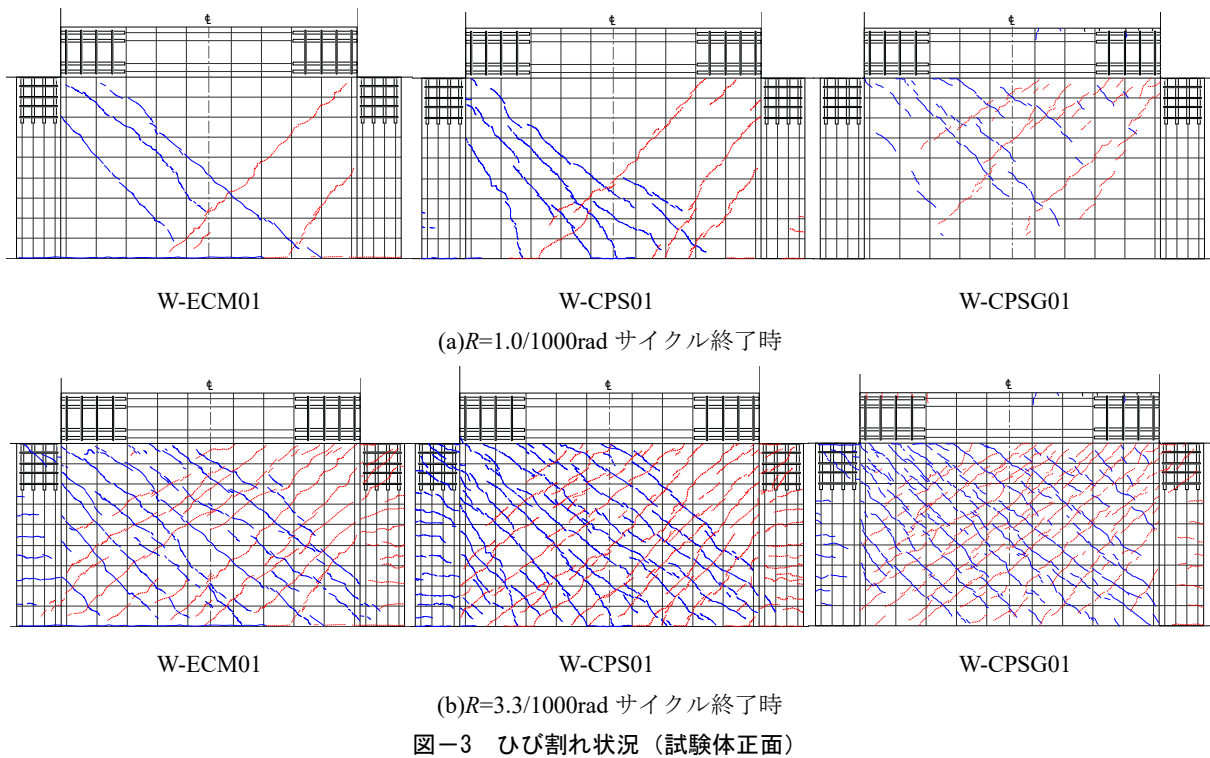
制御に用いる層間変形角  $R$  は層間変形をスタブ上面か  
ら加力点までの高さ ( $h=1030\text{mm}$ ) で除して算定した。な  
お、算定に用いた層間変形は各柱直上の荷重点高さ位置  
(2 箇所) で計測した、スタブからの相対水平変位の平  
均値である。

荷重サイクルは  $R = 0.2/1000 \text{ rad}$  を正負 1 回ずつ、  
 $0.5/1000, 1.0/1000, 2.0/1000, 3.3/1000, 5.0/1000, 7.5/1000$   
 $\text{rad}$  を正負 2 回ずつの計画とした。ひび割れ観察は各サ  
イクル 1 回目正負の各ピーク点とその除荷時に実施した。

## 3. 実験結果

### 3.1 損傷状況

図-3 に  $R=1.0/1000\text{rad}$  および  $R=3.3/1000\text{rad}$  サイクル  
のひび割れ図を、写真-1 に最終破壊状況を示す。ひび  
割れ図は、青実線が正側、赤実線が負側のサイクルピー  
ク時に観察したものである。3 試験体間でひび割れの発  
生状況等に大きな相違は見られず、通常のせん断破壊型  
耐震壁の構造実験でみられるような壁板のひび割れをは



はじめとする損傷が確認された。具体的には、W-ECM01 および W-CPS01 試験体では  $R=0.5/1000\text{rad}$  サイクルに、W-CPSG01 試験体は  $R=1.0/1000\text{rad}$  サイクルに明確な壁板のせん断ひび割れの発生を目視で確認した。いずれの試験体でも水平荷重の増加に伴って、柱の曲げひび割れや柱頭部のせん断ひび割れ、梁の曲げひび割れを確認したものの、壁板のひび割れの増加が支配的であり、付帯フレームの損傷は軽微であった。W-ECM01 試験体および W-CPSG01 試験体は  $R=5.0/1000\text{rad}$  サイクル、W-CPS01 試験体は  $R=7.5/1000\text{rad}$  サイクルで壁板の圧壊が生じた。写真-1 に示す最終破壊状況からも明らかなように、壁板のコンクリートの剥落・剥離、スリップ破壊などの損傷がいずれの試験体でも支配的であり、せん断破壊により荷重を終了した。

### 3.2 水平荷重-層間変形角関係

図-4 に各試験体の水平荷重-層間変形角関係を示す。図中の◇は壁板にせん断ひび割れを確認した点、○は最大耐力点を示している。図中に示した点線は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>4)</sup>に倣い、せん断断面積  $A_s=tD$  ( $t$ : 壁厚,  $D$ : 壁全長) のほかポアソン比 0.2 を仮定して求めた初期剛性であり、破線は(1)式<sup>5)</sup>により算定した耐震壁のせん断終局強度計算値(以下、広沢平均式)である。いずれも算定時には表-2、表-3 に示す材料試験結果を用いた。式中の記号は各文献を参照されたい。

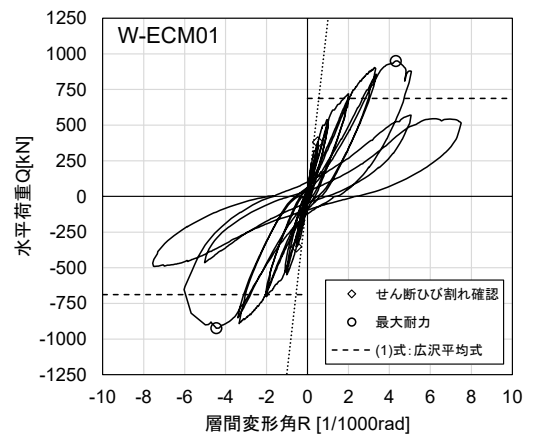
$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD)} + 0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad (1)$$

図-4 から明らかなようにせん断挙動が支配的な結果が得られている。前節で述べたように壁板の損傷が  $R=5.0\sim 7.5/1000\text{rad}$  サイクルで生じたため最大耐力についても正負とも  $R=5.0/1000\text{rad}$  サイクル変形ピーク点近傍で記録されている。いずれの試験体でも正負両方向で(1)式によるせん断終局強度計算値を上回る耐力を発揮することが確認できた。図-4(d)は3試験体の実験結果を(1)式の算定結果で基準化し、その包絡線を比較したものである。いずれの試験体もおおむね同様の性状を示しており、今回使用したコンクリートの調合においては、その結果に明確な相違は見られなかった。

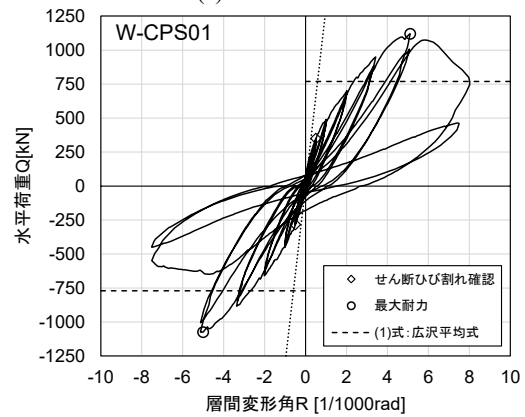
### 3.3 壁板のせん断ひび割れ幅

図-5 に各試験体の実験時に計測した壁板のせん断ひび割れ幅の推移を示す。ここでのひび割れ幅は主として壁板水平方向の中心線およびそこから左右に約 400mm の位置を横切る各せん断ひび割れの幅をクラックスケールで計測し、その最大値を示している。横軸は各サイクルピーク時のせん断力としており、破線は各サイクルピーク時のひび割れ幅を、実線はそこから荷重 0 まで除荷した残留時のひび割れを示している。壁板の圧壊等によ

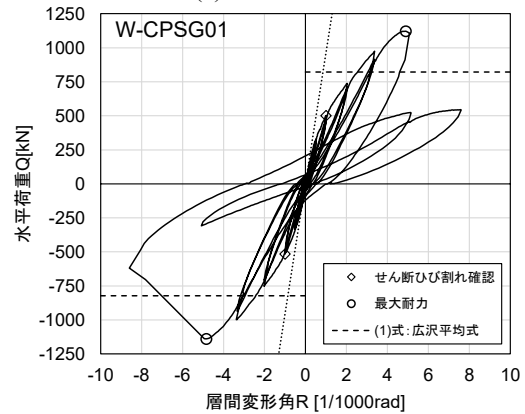
る影響が生じる手前までを示す目的で、 $3.3/1000\text{rad}$  サイクルまでの結果を示した。また、図中に示す一点鎖線は文献 4)により算定した耐震壁の短期許容せん断力  $Q_2$  に



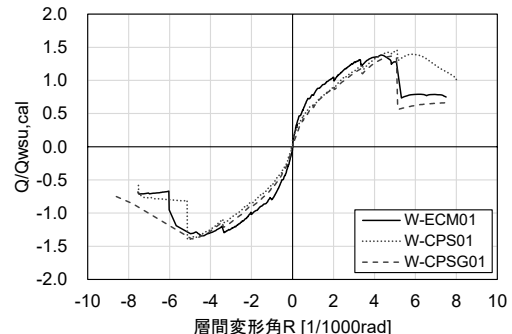
(a) W-ECM01



(b) W-CPS01



(c) W-CPSG01



(d) (1)式で基準化した包絡線の比較

図-4 水平荷重-層間変形角関係

対応する。その算定にあたって、コンクリート強度は材料試験結果から短期許容せん断応力度を算定し、壁筋および柱帯筋の短期許容せん断応力度には材料試験結果で得られた鉄筋の降伏強度を用いた。

いずれの試験体もピーク時のひび割れ幅が残留時には十分小さくなる傾向にある。短期許容せん断力時で確認しても、残留ひび割れ幅は最大でも 0.04mm となっている。試験体の縮尺は 1/3~1/4 程度を想定したため、単にひび割れ幅を 3~4 倍しても約 0.12~0.16mm である。

### 3.4 せん断終局強度計算値について

表-4 に両試験体の最大耐力および各材料試験結果を用いて(1)式により求めたせん断終局強度計算値を示す。また参考のため「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」<sup>6)</sup>に示されるせん断終局強度式の(2)式についてもその算定結果を示した。算定に際してはそれぞれの式中の記号の詳細については文献5)および6)を参照されたい。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (2)$$

(1)式による計算耐力で実験の最大耐力を除いた値は正負各方向で W-ECM01 試験体で 1.38 および 1.34, W-CPS01 試験体は 1.45 および 1.39, W-CPSG01 試験体では 1.36 および 1.39 となった。文献5)では無開口耐震壁における(1)式の算定精度について実験値/計算値の平均値が 1.34 であったとしていることから、今回製作した各試験体については従来の鉄筋コンクリート造耐震壁と同等程度の安全率を有しているものと推定される。また、いずれの試験体も(2)式で算定したせん断終局強度に対しても余裕を有していることが確認された。

### 3.5 せん断骨格曲線の計算結果との対応

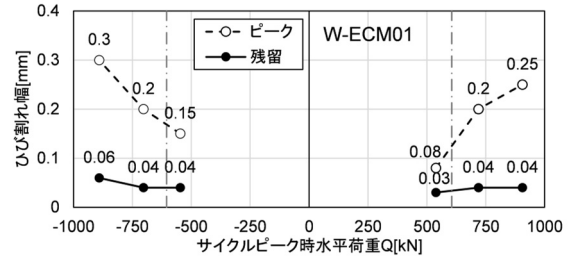
図-6 にせん断ひび割れ点とせん断終局強度点の計算値からなるせん断骨格曲線と実験結果の比較を示す。計算値との比較に用いるせん断変形は、試験体背面において柱頂部とスタブ部を結ぶ対角線に取り付けた 2 本の変位計の計測値から算定した。計算値については(1)式のほか、下記の(3)~(5)式を用いた。

$$K_s = GA_s / h_w \quad (3)$$

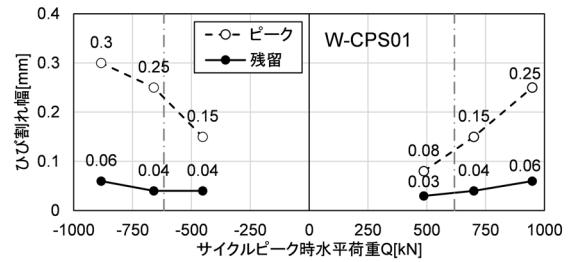
$$V_c = \tau_{scr} t_w l_w / \kappa_w \quad (4)$$

$$\beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (5)$$

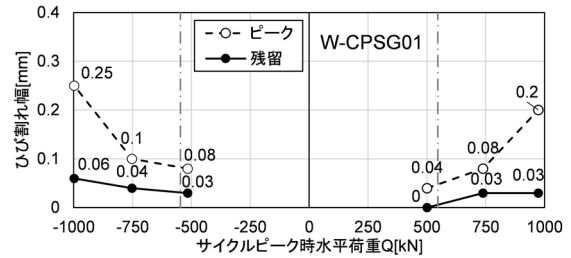
具体的には、初期せん断剛性  $K_s$  については、ポアソン



(a) W-ECM01



(b) W-CPS01



(c) W-CPSG01

図-5 せん断ひび割れ幅の推移

比 0.2 を仮定したうえで材料試験結果から得たヤング係数からせん断弾性剛性  $G$  を算定し、せん断断面積を  $A_s = t \times D$  ( $t$ :壁厚,  $D$ :側柱を含む壁全長)<sup>4)</sup>として(3)式で算定した。式中の  $h_w$  は簡単のため加力点までの高さとし、1030mm とした。文献5)を参考に、せん断ひび割れ強度は(4)式で、せん断終局時のせん断変形については、せん断終局強度を(5)式に  $K_s$  を乗じた剛性で除して求めた。なお、せん断終局時のせん断部材角は、周辺柱の断面積・最小径が所定の条件を満たし、 $p_w = 0.45\%$ 以上の無開口耐震壁にあたってはせん断終局時変形角が 1/250 となるようせん断剛性低下率を設定してよいとされている<sup>5)</sup>ことをふまえ、載荷点高さ  $h_w$  の 1/250 をせん断終局時変形とする曲線も併せて示した。

既に述べたせん断終局強度が有する余裕度による乖離はあるものの、おおむね実験と対応する結果が得られ

表-4 最大耐力実験値およびせん断終局強度計算値

試験体名	実験値 $Q_{exp}$ [kN]	(1)式, 広沢平均式 $Q_{wsu}$ [kN]	(2)式, 靱性指針式 $V_u$ [kN]※	$Q_{exp} / Q_{wsu}$	$Q_{exp} / V_u$
W-ECM01	951/-924	688	763	1.38/-1.34	1.25/-1.21
W-CPS01	1120/-1074	770	880	1.45/-1.39	1.27/-1.22
W-CPSG01	1122/-1140	822	931	1.36/-1.39	1.21/-1.22

※壁アーチ機構により側柱に作用するせん断力に関する側柱の検討結果に関わらず  $\Delta l_{wa}$ ,  $\Delta l_{wb}$  を加算して求めた。

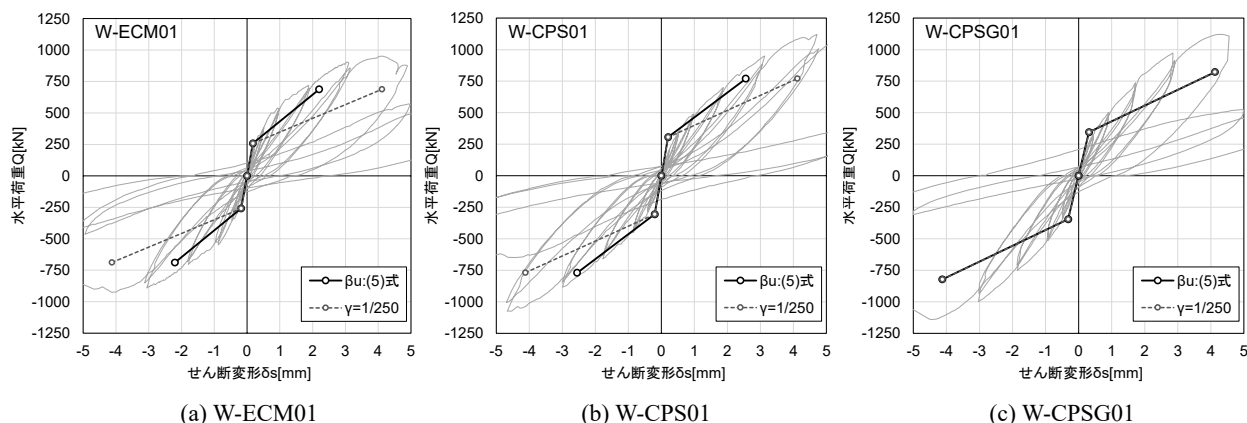


図-6 セン断骨格曲線の計算結果と実験結果の比較

ている。初期せん断剛性については、実験値 ( $0.2/1000\text{rad}$  サイクル正負ピーク点を結ぶ傾き) / 計算値の値は W-ECM01, W-CPS01, W-CPSG01 試験体でそれぞれ 0.72, 0.57, 0.77 となった。乾燥収縮等による初期ひび割れの影響も考えられるが、文献7)では曲げ剛性を含んだ検証でありかつせん断断面積の算定に相違はあるが、無開口 I 型耐震壁の初期剛性は実験値/計算値の平均値が 0.67 (文献7) 中、評価式 I) であったとしており、既往の試験体と同等の精度で評価できるものと考えられる。なお、 $\gamma=1/250$  をせん断終局時変形として採用した場合の計算結果では 3 試験体に大きな違いは見られないが、W-CPSG01 試験体に (5) 式を採用した場合にはせん断終局時変形をやや大きく評価する傾向にある。これは今回ほかの水準のコンクリートと比較して相対的に低い結果が得られたヤング係数を初期剛性の算定に用いていることも一因であると考えられ、このようなケースへの $\beta_u$ 適用の妥当性については今後さらなる検討が必要と考えられる。

#### 4. まとめ

CO<sub>2</sub> 排出量の削減を意図したコンクリートを用いて製作した耐震壁試験体の構造実験を実施した。以下に得られた知見を示す。

- 試験体の損傷は壁板のひび割れの発生が支配的であり、 $R=5.0/1000\text{rad} \sim R=7.5/1000\text{rad}$  サイクルで壁板の圧壊が生じ、いずれの試験体も最大耐力を  $R=5.0/1000\text{rad}$  ピーク付近で記録した。
- 壁板のせん断ひび割れの残留ひび割れ幅は短期許容せん断力相当の荷重からの除荷時でも本実験の条件下では 0.04mm 程度であった。
- 実験で得られた最大耐力はせん断終局強度の計算値を上回っており、広沢平均式による算定値を 34~45% 上回っていた。

- 一般の RC 造耐震壁として求めたせん断骨格曲線と実験で得られたせん断変形-水平荷重関係との対応を確認した。

#### 謝辞

本成果は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構 (NEDO) の委託業務 (JPNP21023) を受け、革新的カーボンネガティブコンクリートの材料・施工技术及び評価技術の開発プロジェクトで得られたものである。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 高津比呂人, 宮内靖昌, 和地正浩ほか: エネルギー・CO<sub>2</sub> ミニマム (ECM) セメント・コンクリートを用いた躯体構造の開発, 日本建築学会技術報告集 第 17 巻 第 37 号, pp.891-896, 2011.10
- 2) 小島正朗, 池尾勇作, 西岡由紀子, 竹内優斗ほか: セメント系廃材への CO<sub>2</sub> 固定プロセス及び副産物の有効利用の研究その 1~その 5, 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道), pp.1197-1206, 2022.7
- 3) 西岡由紀子, 江口康平, 辻大二郎, 小島正郎: 革新的カーボンネガティブコンクリート CUCO の実現に向けた研究開発その 1~その 2, 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), pp.609-612, 2023.9
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 5) 国土技術政策総合研究所ほか監修: 2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.10
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 7) 国立研究開発法人建築研究所: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (2020 年版), 建築研究資料, No.197 号, 2020.3